

文 献 抄 録

極端な二重曲率を有するブォード ダムの設計

“Diga di Vodo. Criteri di Progettazione”, *Capra, U.*
L’Energia Elettrica N. 6 (1961)

広い谷でしかも上半分の岩盤がいちじるしく悪い地点に、極端な二重曲率アーチダムと上部のアーチ橋構造を組合わせて川をせきとめたイタリアのダム技術の特長的な一実例である。北イタリアの世界一高いアーチダム、バイヨントダム^{*}の近くにこのダムは建造された。兩岸ともに堅固な岩盤は深く、表層は透水層が厚いし、普通のアーチダムでは上部アバットメントの支持力が不足するので、球殻としての近似計算を Krall の方法で、さらに傾斜アーチ法などでドームダムの計算をやり、上部のアーチ橋部分も水平、鉛直両断面でアーチ形状を有するのでその構造計算を両断面について行ない、さらにベルガモの I.S.M.E.S. の研究所で模型実験の結果、このようなドームダムが実現を見た。模型実験と計算は傾向的にはにており、鉛直片持ばり要素ぞいの応力は、上流面で圧縮応力、下流面で引張り応力となっている。

経済比較としては重力ダムを 100 とすると、普通のサドル式アーチダムで 80、採用したドームダムでも 80 であったが、ダムよりの力を下方に効果的に伝達し安定性が高い点を認めてこの極端なドームダムが採用された。

上のアーチ橋部分は鉛直断面のみならず水平断面でもアーチを形成しており、これと構造的には縁を切ったドームダムが下に存在し、両者の間は 30 mm の空間を設け温度および水位変化による相対運動が許される構造になっている。もちろん両構造の間は特殊な水密工が施されている。

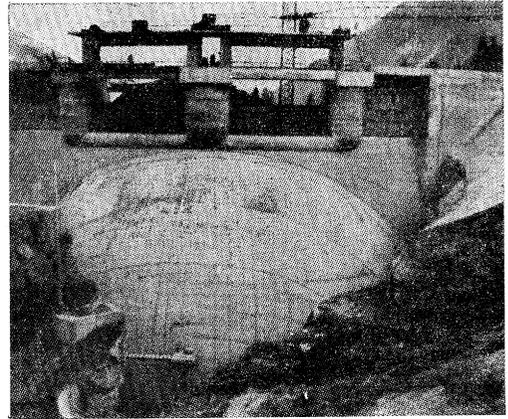
外拱、内拱の曲率中心は異なり、周辺にはサドルが平均 1.6 m の厚さで設けられている。このサドルは岩盤の不規則性を調整し、ダムから岩盤への力を分散させ、ダム形状の対称性を保つとともに、温度変化、収縮などによるダム周辺の動きを調節する機能をもたせるものである。

^{*} バイヨントダムについてはすでに本誌第 45 巻第 12 号 (35 年 12 月) の抄録欄に紹介した。【編集部】

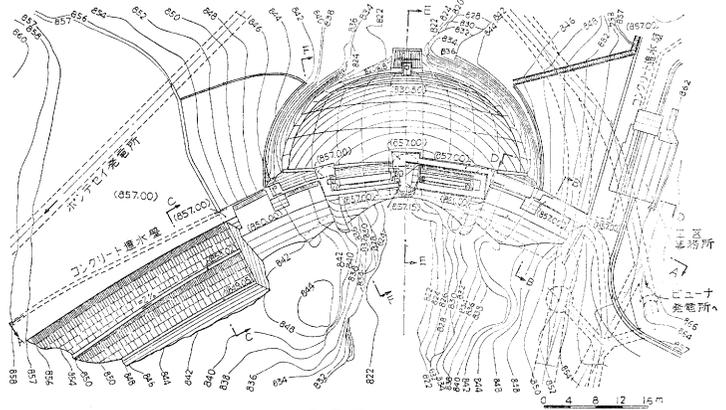
ダムの高さは 42 m、堤体容積 9985 m³、掘削量 24734 m³、堤頂長 76.85 m、底巾 4.3 m である。

この種の極端な二重曲率ダムの成否は、施工中の自重に対する安定できまるといいうるが、この場合、ドームダム本体部分、上部アーチ橋部分、重力断面部分をほとんど平行して打設したのでスピードアップできた。ダムコンクリートは、1959 年 7 月 19 日に打設を開始し、

写真—1

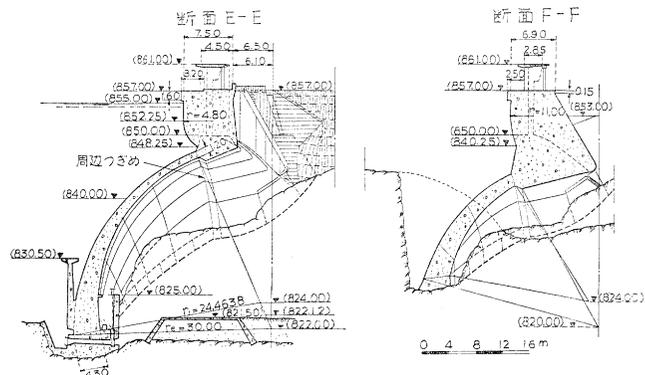


図—1



ダム平面図

図—2



同年12月10日には本体の打設を事実上終了した。ドームダムの上の部分の打設するには、下流側に足場を組み、先に構築しておいたその上のアーチ橋部分にこの足場を結合して補強した後、下測側へのオーバーハングのつよい部分を打設した。

その他施工順序、特殊つぎめの詳細、模型実験と計算の比較などが述べられている。(林 正夫)

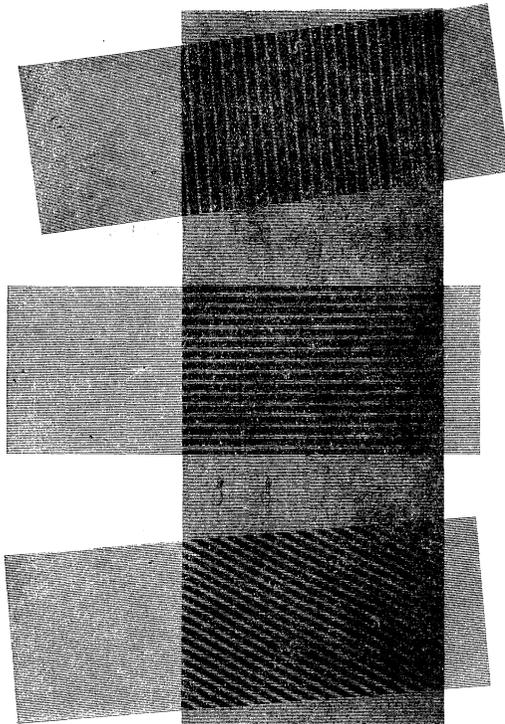
モワレ・フリンジによるひずみの解析法

① "Geometry of Moiré Fringes in Strain Analysis", Morse, S., Durelli, A.J., and Sciammarella, C.A., Proc. of A.S.C.E., Vol. 86, No. EM 4, August (1960)

② "Moiré Fringes as a Means of Analysing Strains", Sciammarella, C.A., and Durelli, A.J., Proc. of A.S.C.E., Vol. 87, No. EM 1, February (1961)

① 間隔のほぼ等しい二つの線群が交わったとき光学的現象により明暗の縞模様ができる。この縞模様をモワレ・フリンジという。写真-1は二つの線群の間隔および交角により生ずるモワレ・フリンジが異なることを示している。一番上は間隔が等しい二つの線群がある程度回転して交わるとき、中は線群の間隔が異なるとき、下は間隔が異なりしかも回転しているときに生ずる縞模様である。このような性質を利用してひずみ解析を行なう方法をモワレ法という。実際にひずみ解析を行なうためには薄いウレタンゴムの上に線群を写真印刷したものをを用いて実験を行なう。間隔および方向の定まっている平

写真-1



行な直線群をマスター グリッド、ひずみを解析せんとする物体上の線群をモデル グリッドと呼ぶ。ピッチ p なるマスター グリッドと p' なるモデル グリッドが θ の角度で交わるときマスター グリッドに対して ϕ なる角度で間隔 δ なるモワレ・フリンジが生ずる。これが二次元のひずみ解析にどのように利用されるかを示し、 p , p' , θ , ϕ , δ 間の幾何学的関係よりモワレ法の基本式を導びき、 p , ϕ , δ が測定してわかったとき簡単な計算でひずみおよび回転角を求めることができるように数種のパラメータを定義し、これらと ϕ との関係を図に表わし、実験方法および結果、理論値との比較も記してある。

② 任意の点 (x, y) の変位の x 軸方向および y 軸方向の成分を Φ_1 および Φ_2 で表わす。 $z = \Phi_i(x, y)$ なる関数を考えるとき、この面と $z = np$ なる平面との交線の $x-y$ 面への投影がモワレ・フリンジと一致する。このとき次の関係式が成立する。

$$\frac{\partial \Phi_i}{\partial x} = \text{grad } \Phi_i(x, y) \cos \psi$$

$$\frac{\partial \Phi_i}{\partial y} = \text{grad } \Phi_i(x, y) \sin \psi$$

ここに ψ は x 軸と $\text{grad } \Phi_i$ のなす角。

マスター グリッドの方向とピッチ p がわかっているならば、モワレ・フリンジから図式解法により $\partial \Phi_i / \partial x$, $\partial \Phi_i / \partial y$ の値を求めることができる。ひずみおよび回転角は $\partial \Phi_i / \partial x$, $\partial \Phi_i / \partial y$ で表わすことができるゆえこれらの値が求まると簡単な計算で二次元のひずみの解析を行なうことができる。

例として円板の直径方向に圧縮力 P を作用した場合のひずみを解析している。実験は厚さ 1/2 in, 直径 4 in のウレタンゴムに 1 in につき 300 本のグリッドをつけたものを用いて行なっている。写真-2 は x 軸方向の変位の成分 Φ を求めるときに用いる縞模様でグリッド方

写真-2

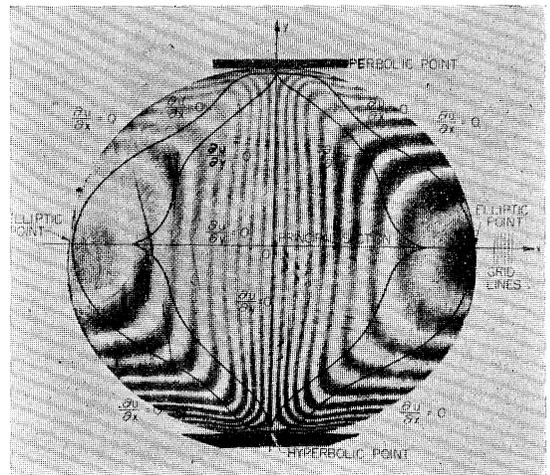
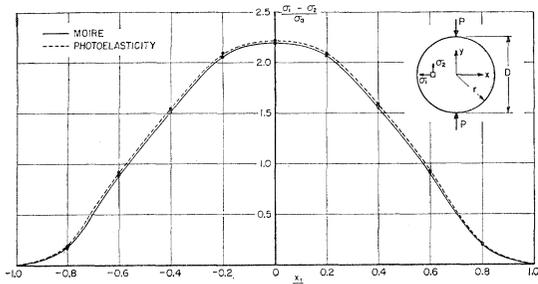


図-1



向はy軸に平行になっている。図-1はモワレ・フリンジを用いて得た実験値と光弾性実験によった値とを比較したものである。 $\sigma_a = P/Dt$ 、 D :板の直径、 t :板の厚さ、ほかに実験値と理論値とを比較しているがかなりよくあっている。(松原 駿士)

ヨーロッパコンクリート委員会の活動

“Work of the European Concrete Committee”, *Levi, F., Jour. of A.C.I. Vol. 32, No. 9, March (1961)*

ヨーロッパコンクリート委員会は“鉄筋コンクリート構造物の設計方法の合理化に関する研究の促進”と“特に、極設計方法を導入して、ヨーロッパ諸国に適用しうる指針を備えること”を目的として1953年に結成され、現在、ヨーロッパの19カ国とアメリカ合衆国の鉄筋コンクリートの分野の研究者、設計者、施工者から選ばれた各国3人の委員によって組織されている。

したがって、この委員会の決定事項は今後欧米諸国の各種の示方書にあらわれてくると思われる。

委員会は現在、鉄筋およびその付着と定着、曲げおよび圧縮、ひびわれおよびたわみ、せん断、安全度、座屈、T形げた、スラブ、不静定構造などの11の小委員会に分かれておのおの分野における従来の研究結果を調査し、さらに今後の研究を促進する努力を試みている。

現在までの5回の全体会議の討議を経てすでに下に一部の概要を示すような結論に至っている。

1. 純曲げまたは曲げと圧縮をうける部材断面の極限強さ

(1) 計算の原理 当初、委員会では設計の対象にすべき状態を最終的な破壊状態にすべきか、または、使用にたえなくなるような状態にすべきかについて討議されたが、使用に耐えなくなる状態を定めることは非常にむづかしく、また、計算式の妥当性を実験的に実証することがむづかしいことなどの理由によって、設計の対象とすべき状態は破壊状態とすることにした。

破壊時の耐荷力(極限強さ)を計算する場合、すべての場合に適用しうる計算式を示すのはむづかしく、限度があるが次の仮定によって計算することが望ましい。す

なわち、圧縮側コンクリートの最大応力度は直径15cm高さ30cmの供試体の圧縮強度 f_c' に等しい。圧縮縁の最終ひずみは0.0035に達する。圧縮応力分布は放物線分布をとる。

(2) 実用計算方法 圧縮応力分布形状は放物線分布によって計算した結果、または、多数の実験結果と一致すれば他の任意の形状を用いてよい。

実験結果によれば等分布応力度*が f_c' とした長方形分布はこの分布高さ $a (= A_s f_{su} / b f_c')$ 、ただし a は圧縮領域の高さの75%とする)が部材の有効高さ d の0.5以下であるときには十分実用的であることが示された(*ただし実験によれば鉛直に立ててコンクリートを打設した部材においては等分布応力度は $0.9 f_c'$ とすべきである)。

a が $0.5d$ 以上となる場合には、コンクリートの圧縮応力の引張側鉄筋の重心に関するモーメントが常に $a = 0.5d$ とした時のモーメントと等しくなるとして等分布応力度を求める。

明確な降伏点を有する鉄筋の応力度は(圧縮鉄筋でも)破壊時には降伏点応力度に等しくなるものとする。

冷間加工をした鉄筋については、 $a < 0.5d$ のとき破壊時の鉄筋の応力度 f_{su} は一般に0.2%降伏点応力度をこえる。0.2%降伏点をこえる応力度を考慮するときには、平面保持の仮定と鉄筋の応力・ひずみ曲線にもとづいて計算する。

2. T形げたの圧縮側フランジの有効巾

委員会は弾性領域における実験から実用上適用範囲の広い規則性を導き出した。今後さらに(a)集中荷重をうける場合、(b)不静定力の解析の場合について研究しなければならないが、特に、独立したT形桁および並列の

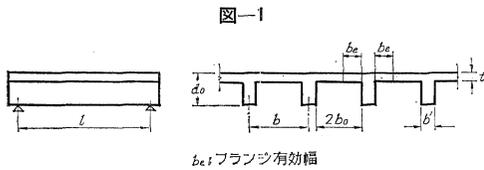
表-1 並列T形桁のスパン中央のフランジ有効巾*

$\frac{t}{d_0}$	$\frac{l}{b'}$	b_e/b_0 の値							
		l/b_0							
		0	1	2	3	4	6	8	10†
曲げ剛性のないフランジ		0	0.19	0.38	0.57	0.71	0.88	0.96	0.99
0.10	10	0	0.19	0.38	0.57	0.72	0.88	0.96	0.99
	50	0	0.19	0.39	0.58	0.73	0.89	0.96	1.00
	100	0	0.21	0.42	0.60	0.75	0.89	1.00	1.00
	150	0	0.24	0.45	0.62	0.75	0.90	1.00	1.00
	200	0	0.27	0.48	0.64	0.77	0.90	1.00	1.00
0.15	10	0	0.19	0.39	0.58	0.72	0.89	0.97	1.00
	50	0	0.23	0.44	0.62	0.74	0.90	0.97	1.00
	100	0	0.31	0.53	0.68	0.78	0.91	0.97	1.00
	150	0	0.37	0.61	0.74	0.83	0.92	0.97	1.00
	200	0	0.41	0.66	0.80	0.87	0.93	0.98	1.00
0.20	10	0	0.21	0.42	0.61	0.74	0.90	0.97	1.00
	50	0	0.30	0.54	0.71	0.82	0.92	0.97	1.00
	100	0	0.41	0.66	0.80	0.87	0.94	0.98	1.00
	150	0	0.44	0.71	0.86	0.91	0.96	0.98	1.00
	200	0	0.45	0.74	0.89	0.93	0.97	0.99	1.00
0.30	10	0	0.28	0.50	0.65	0.77	0.91	0.97	1.00
	50	0	0.42	0.69	0.83	0.88	0.93	0.97	1.00
	100	0	0.45	0.74	0.90	0.94	0.96	0.98	1.00
	150	0	0.46	0.76	0.92	0.95	0.97	0.99	1.00
	200	0	0.47	0.77	0.92	0.96	0.98	0.99	1.00

* 記号は図を参照のこと

† l/b_0 が10より大の場合は $b_e/b_0=1.00$ とする。

I形桁の単純桁についての結果を報告する（図-1 および表-1 参照）。



示された値は等分布荷重に対する値であるが、実用的には三角分布荷重の場合、等曲げモーメント分布の場合などに使ってきつつかえない。

3. 座屈

柱、ラーメン部材、アーチなどの細い部材の極限強さの計算には、座屈を考慮して次の式によつて求められる曲げモーメントを加えることによる近似方法によつて計算してよい。

$$M_c = 0.3 t \frac{\sigma_0}{\sigma_E} P$$

ここに

P : 部材にかかる軸方向圧縮力, t : 部材断面の全高,
 σ_0 : コンクリートの圧縮縁に許される最大応力度,
 σ_E : オイラーの特性応力度

例えば両端ヒンジの場合

$$\sigma_E = E_c \frac{\pi^2}{\lambda^2}$$

E_c : コンクリートのヤング係数, λ : 部材の細長比

4. ひびわれに対する検算

常時荷重によつて生ずるひびわれに対する検算の方法として二つの近似計算方法をとつた。

そのうちの1方法は次のようである。

部材はひびわれに対して次の式を満足しなければならない。

$$D \leq \beta \frac{p_2}{f_s^2}$$

ここに

D : 鉄筋の直径, f_s : 鉄筋に生ずる応力度, $p_2 = A_s / B$, A_s : 対象断面積 B にふくまれる鉄筋の断面積 B は,

(a) はりの場合

長方形断面に対して, $B = b' h_t$
 (b' ははりの巾, h_t は引張側コンクリートの高さ)

I形断面に対しては, 純引張に近いと考えられるフランジの部分のみを B とする。

(b) 引張部材の場合

B は全断面積の3倍の値とする。

β は表-2 に示される。

表-2 β の値

	激しく有害な作用をうける部材	普通の構造部材	
		保護されていない場合	保護されている場合
普通丸鋼	*	5×10^5	10×10^5
異形鉄筋	2.5×10^5	12×10^5	22×10^5

単位: D は mm, f_s には kg/mm^2

* この場合には普通丸鋼の使用はすすめられない。

(丹 泰 美)

弾性沈下あるいは弾性沈下と弾性回転をする支承上のはり

“Der Träger auf beliebig elastisch senkbaren oder elastisch senk- und drehbaren Stützen”, *Utescher, G.*, Die Bautechnik, Juni (1961)

従来格子桁の計算には、いわゆる Affinlasten の考えにもとづく Homberg, あるいは Leonhardt の表が愛用されてきた。しかしながらこれらの表は、幾何学的ならびに力学的に対称な構造の格子桁の設計計算に限られるものである。ところが地理的制約に順応することが強いられる場合が多い小橋梁においては、幾何学的に非対称な構造、あるいは各主桁の断面定数が異なるような力学的に非対称な構造の格子桁の設計を余儀なくされることが多い。また斜角格子桁では、上述の表を利用するためには、故意に横桁を橋台に平行に配列しなければならないが、主桁と横桁とを直交させた方が、横桁そのものの材料費が節約されるばかりでなく、荷重分配作用もずつとよくなる。

著者は以上のような諸点に注目して、等間隔に配列された任意の主桁を、断面定数一定の1本の横桁で結合した非対称格子構造を対象として、その計算の簡易化をはかろうとしている。計算の手順は Homberg の方法にのっとり、弾性支承の反力すなわち荷重分配係数を求めるマトリックスの作製からさらに、断面力の影響面の計算まで、これらが機械的に行なえるようにいくつかの表を考えている。

これらの表は、弾性沈下支承すなわち主桁の曲げモーメント剛性だけを考えた場合と、弾性沈下回転支承すなわち主桁の曲げ剛性ねじれ剛性をともに考慮した場合の二つについて記されている。

最後にこれらの表をスパン 20 m 前後の四主桁一横桁の非対称格子桁の計算に応用して、これを数値計算例として示している。 (高尾 孝二, 深沢 泰晴)

開水路の粗度について

“Roughness Spacing in Rigid Open Channels”, *Sayre, W. W., Albertson, M. L.*, Proc. of A.S.C.E. Vol. 87, HY 3, May (1961)

開水路の抵抗法則には一般にシェーラーの平均流速公式が用いられているが、それらの流速係数には理論的な

裏付けがとぼしい。筆者は境界面の粗さの大きさ、形、分布の状態に着目し、粗さを全体的に表現する粗さ係数 λ を提案した。しかして実験室内の水路に砂漣、砂洲などを対象とした種々の粗さの分布を与えて実験を行ない、既往の研究結果とあわせて実験結果をカルマン-プラントルの乱流理論を適用して解析し、開水路の抵抗法則が粗さ係数 λ を変数とする対数法則にしたがうことを実証した。

粗い開水路流れの抵抗法則はカルマン-プラントルの対数分布則より (1) 式のように導びかれる。

$$\frac{C}{\sqrt{g}} = \frac{2.30}{K} \log \frac{y_n}{k} + C_1 \dots \dots \dots (1)$$

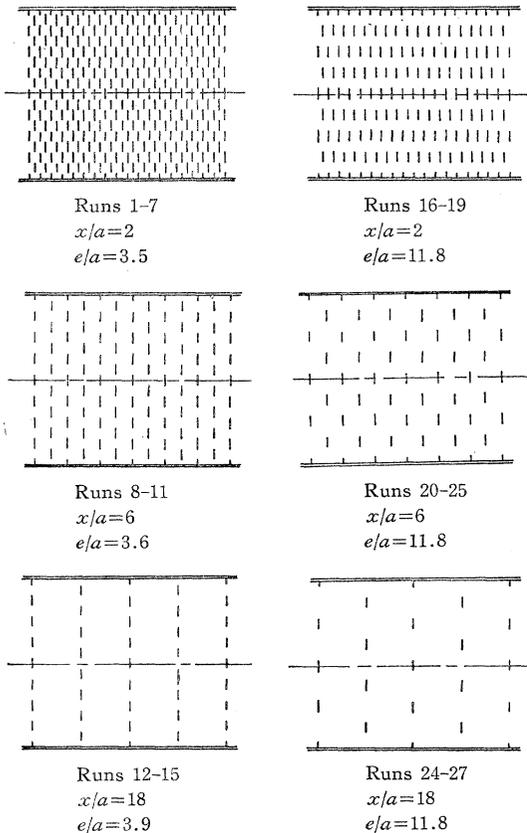
ただし、 C : シェジ-公式の流速係数、 g : 重力の加速度、 K : カルマン定数、 y_n : 等流水深、 k : 境界面の粗さの大きさ、 C_1 : 積分定数

(1) 式の k は粗さの大きさのみを示す数であるから、 C_1 は粗さの形と分布の関数と考えてよい。従ってここに粗さ係数 λ を導入して (1) 式を次のように書き変え得る。

$$\frac{C}{\sqrt{g}} = \frac{2.30}{K} \log \frac{y_n}{\lambda} \dots \dots \dots (2)$$

λ は粗さを全体的に表現する長さの次元を持つ数で、

図-1 粗片の配列状態



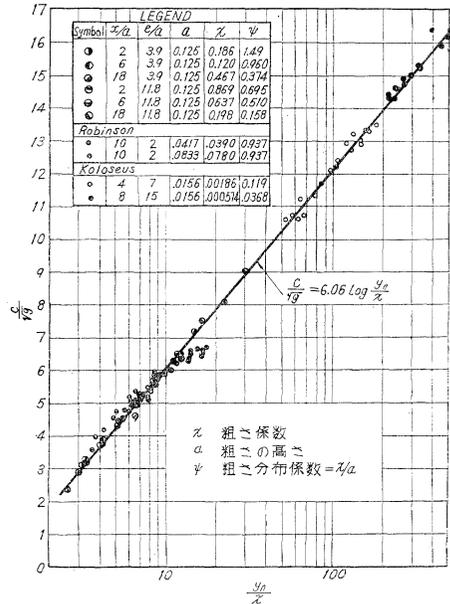
今流れ方向に投影した粗さの高さを a 、巾を b 、厚さを t 、形を表わす係数を δ 、粗さの流れ方向の分布間隔を x 、水路巾方向の分布間隔を e とすれば

$$\frac{\lambda}{a} = \phi_1 \left(\frac{b}{a} \cdot \frac{x}{a} \cdot \frac{e}{a} \cdot \frac{t}{a} \cdot \delta \right) \dots \dots \dots (3)$$

このような考え方にもとづいて筆者は巾 2.4 m、深さ 0.6 m、長さ 21.6 m の可変勾配水路に、巾 12 cm、高さ 3.7 cm、厚さ 0.12 cm の矩形金属板の粗片を 図-1 に示すような 6 とおりの配置に配列して実験を行ない以下述べるような結果を得た。

抵抗係数 実験値より (1) 式のカルマン定数および積分定数を求め (2) 式の形に書き変えて図示したものが 図-2 であり、 λ を変数としてすべての実験値が一線上に統合されることを確かめ、カルマン定数は実験範囲に渡って一定であり、 $K=0.38$ を与えた。同時に Manning 公式と比較し、その適用範囲のせまいことを実証した。

図-2 非粗度 y_n/λ と抵抗係数の関係



粗度密度 この実験のように形が一定で厚さの薄い粗片で粗度を表現する場合、(3)式は次のように書き変え得る。

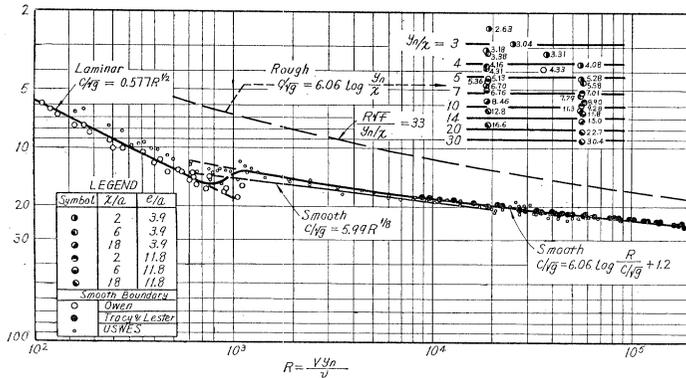
$$\psi = \frac{\lambda}{a} = \phi_2 \left(\frac{x}{a}, \frac{e}{a} \right) \dots \dots \dots (4)$$

筆者は (4) 式に粗度密度なる概念を導入し、次式のように示した。

$$\psi = \frac{\lambda}{a} = \phi_3 \left(\frac{ab}{\lambda(e+b)} \right) \dots \dots \dots (5)$$

$\frac{ab}{\lambda(e+b)}$ を粗度密度と呼び、これは床面積と粗片の流れ方向の投影面積との比を示す。 ψ と粗度密度の関係を

図-3 開水路の抵抗係数



注：滑らかな境界面については y_n のかわりに径深を用いた。

種々の実験例につき検討し、 ψ は粗度密度の増加につれて増大する傾向を有することを確かめた。

流速分布 粗片配列の比較的密なものについては流速分布は対数分布則とよく一致し、次式のようになった。

$$\frac{v}{\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}} = 6.06 \log \frac{y}{x} + 2.6 \dots \dots \dots (6)$$

粗片配列が粗になると、固々の粗片により発生する水平、垂直うずが長く存続して速度分布に影響を与えるためプラントルーカルマンのそれとは相当相違した。

開水路の抵抗法則 図-3 に示すように開水路の抵抗係数は境界面の滑らかな場合はレイノルズ数 R の関数で与えられること、また境界面の粗い場合には層流領域では R の関数、乱流領域では $\frac{y_n}{x}$ の関数で示されることを明らかにし、層流より乱流への遷移領域として(7)式を、また完全乱流への遷移点として(8)式を与えた。

$$\frac{C}{\sqrt{g}} - 6.06 \log \frac{z}{y_n} = -6.06 \log \left[1 + \frac{C/\sqrt{g} \cdot y_n/x}{1.58 R} \right] \dots \dots \dots (7)$$

$$\frac{R\sqrt{f}}{y_n/x} = \frac{2.82 R}{\sqrt{g} \cdot C \cdot y_n/x} = 33 \dots \dots \dots (8)$$

(安芸 周一)

ニューヨーク港の特色あるけい船岸

“Design and Stability Considerations for Unique Pier”, Michalos, J. and Billington, D.P., Proc. of A.S.C.E. WW 2, Vol. 87 (1961)

本論文は、ニューヨーク港の Pier 40 の設計とその安定性を主題にしたものであるが、その内容を見ると設計されたけい船岸の形式、能力などにより特徴を有するよう思われる。

下部構造は、鋼杭による棧橋構造であり、船舶衝撃に対して十分なるように設計されている。海中部は、電気防食をほどこし、HWL と LWL の間は三層のビチューメン被覆により保護している。上部構造は、PCコンクリートおよび現場打ち鉄筋コンクリートによって構成

されている。

本設計では、船舶衝撃に対して、十分な注意をはらってはいるが、その方法は少し風変わりである。まず、36000 G.T. の船が 0.18 m/sec の速度でのり線に直角に当たると仮定し、それとけい船岸の質量、そのほかから種々の仮定を経て、天端の水平変位がいくらであるかを求め、さらにそれから fiber stress を計算して cheque を行なっているのである。防玄材は、ゴム製フェンダーは高価であるため使用せず、木杭を打ちこんで頭部を天端前面に固定したものをを用いている。

cheque によれば、応力は過大となるが、このフェンダーによるエネルギーの吸収によって許容応力内におさまるよう考慮されている。

このけい船岸の特色はむしろその形式にあるのは、写真-1、図-1 からよみとれるのではなからうか。これは、貨物と旅客の両用であり、ハドソン川のマンハッタン島側に位置し、4隻の船を同時に接岸させ、しかも完全に独立して荷役および船客の乗降が可能であるように設計されている。

写真-1 完成想像図

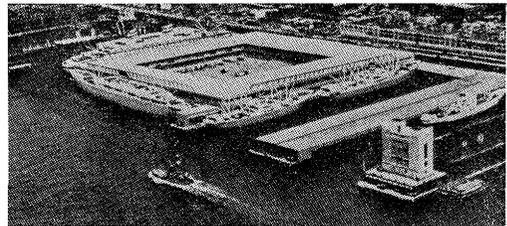
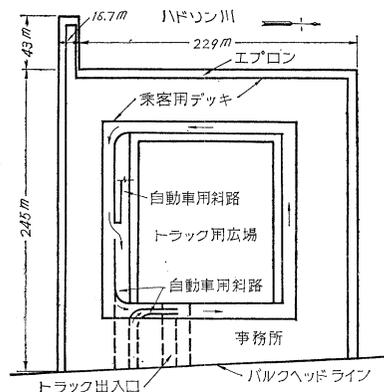


図-1 平面図



建設費は、おおよそ、下部構造 30 億 6000 万円、上部構造 14 億 4000 万円、その他諸設備 18 億 7200 万円、計 63 億 7200 万円である。(御巫 清泰)